

层状异性流变地层桩基长时位移的理论预测

陈 勇

[上海城建市政工程(集团)有限公司,上海市 200032]

摘 要: 针对层状异性流变地层中桩基长时沉降位移预测计算难题,基于荷载传递模式、Poyting-Thomson 模型和土体一维虚拟结构等效模型,建立了该类地层中桩基承载模式判别以及桩基服役全过程长时沉降位移的理论预测方法。研究了稳定蠕变地层桩基承载模式演变及其沉降位移时效特性。结果表明:摩擦承载状态下桩基沉降呈现瞬态弹性;土体的层状异性特征导致桩体压缩变形具有明显的台阶突变;摩擦+桩端共同承载时,桩基总体位移等于桩体形变位移和桩端沉降位移的叠加,具有显著时效特性并随时间逐步趋于稳定。

关键词: 层状异性地层;稳定蠕变;虚拟柱状结构;桩基位移叠加模型;黏弹性理论解

中图分类号: TU470

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)06-0249-05

0 引 言

在我国长三角等沿海地区,桩基工程大多涉及非整合层状异性流变软土地层,一方面,地层的流变性使得桩基的工后沉降位移具有时效特性,服役过程沉降位移的延续时间、最终位移量及其可能存在的风险等问题直接关系到上部建筑结构生命周期内的使用功能和安全性,一直困扰着岩土工程领域;另一方面,由于地层的层状异性特征,各土层对桩基周边的摩擦作用存在差异,给桩基承载模式判别和承载力计算带来很大困难。迄今,人们采用现场静载荷实验,研究桩基沉降-荷载关系、轴力随地层深度变化、桩侧阻力、承载模式^[1-3];将地层简化为各向同性介质,采用蠕变原件模型,建立了流变地层桩基位移的黏弹性基本解^[4-6];基于 FEM 模型的桩基承载力及沉降位移数值解^[7-9]。这些研究无法获得各向异性地层中桩周作用力及其时变性,将地层简化为各向同性使得理论解或数值计算结果与实际问题存在巨大差异甚,导致桩基长时位移的预测计算出现误差过大甚至错误的结果,形成工程风险隐患。

本文在充分考虑地层的各向异性特征,将非整合地层进行层状异性模型化,建立虚拟柱状结构等效模型并引进能表征典型蠕变地层 Poyting-Thomson 模型,建立任意层状异性地层中桩基的长时沉

降位移的理论解。将其在工程中进行试用验证。

1 层状流变地层桩基承载与建模

1.1 层状地层桩基承载特性

以往的研究表明,桩基存在摩擦承载和摩擦+桩端承载等多种可能的承载模式。

当桩基顶部受结构荷载作用时,荷载遵循一定规律自上而下传递,并依靠桩周土体的摩擦作用达到静力平衡。对于层状异性地层,每层的物理力学性质尤其是土体黏聚力和内摩擦角的差异,使得每一地层对应的桩周摩擦阻力不同且在土层界面上形成摩擦阻力的非连续性特征。因此,以往研究的各向同性地层桩基阻力计算模型及其理论解无法直接应用于层状异性地层的桩基阻力计算。另一方面,层状土体力学性质的差异会影响桩基承载模式并于桩底变形计算呈耦合关系,桩底土体流变参数的差异也将对整体长时位移产生影响。

本文考虑层状异性地层物理力学特性,根据荷载传递建立桩基和土体微元体,从而建立层状土体桩基承载模式的判断方法。引入 Poyting-Thomson 蠕变模型和虚拟柱状结构等效模型,建立层状异性流变地层桩基沉降位移理论解。

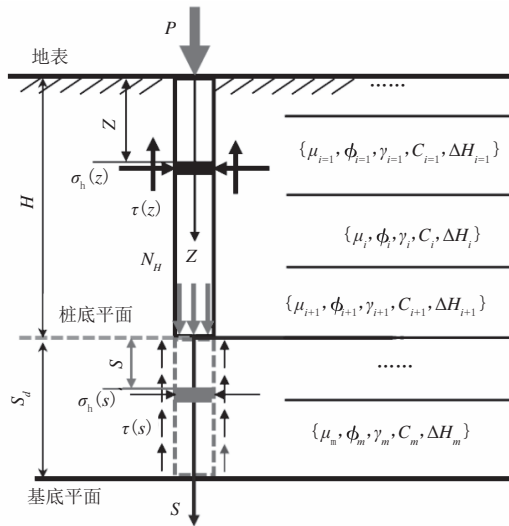
1.2 流变模型及其适用性

设地层为 m 层,各层参数 $\{\mu_i, \varphi_i, \gamma_i, C_i, \Delta H_i\} (i=1, 2, \dots, m)$ 。地层具有流变性且本构关系服从稳定蠕变特性。桩基外表面受土体摩擦力和粘聚力作用。桩体为钢筋混凝土材料,正常工作期间,应力小于屈服强

收稿日期: 2023-10-06

作者简介: 陈勇(1972—),男,学士,高级工程师,从事土建施工及管理工作。

度,处理为线弹性。不考虑桩基的抗拔状态,其轴向位移计算模型如图1所示。



z —桩基计算整体坐标系; S —桩底平面为原点的一维局部坐标系; $\tau(t)$ —桩侧抗力,由摩擦阻力和土体黏聚力组成; $\sigma(t)$ —土体对桩周法向正应力; P —桩顶外荷载; H —桩长; $\tau(s)$ —虚拟柱状结构周边抗力; $\sigma(s)$ —土体对虚拟柱状结构法向正应力; S_d —虚拟柱状结构承载深度。

图1 层状异性地层桩基位移计算模型

图中: $\{\mu_i, \varphi_i, \gamma_i, C_i, \Delta H_i\}$ (分别为第 i 层土体的泊松比、内摩擦角、容重、黏聚力和层厚。

模型中,任意深度 Z 对应桩体内力为 N_z ,相应微段 dZ 变形为 dU 。

(1) 桩体形变位移

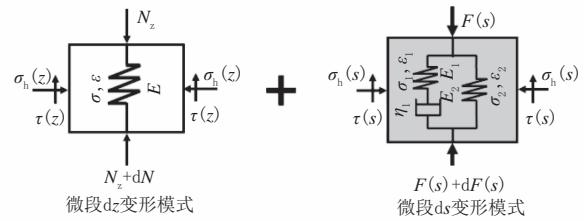
从工程设计实际出发,假设:桩基服役过程中结构处于弹性变形状态;每一层土体具有相同的物理力学性质;桩基表面与土体接触关系不受土体流变性的影响。

根据桩基体系的荷载传递关系,如图1所示桩顶荷载 P 克服任意深度 Z 上部覆土水平侧压力形成的摩擦阻力和黏聚力形成桩基抗力;由于地层物理力学性质的差异,桩侧抗力沿深度将呈阶梯状分段分布形态;当桩周抗力(摩擦力与黏聚力之和)大于或等于桩顶荷载,桩基呈摩擦承载模式,反之为摩擦+桩端承载模式。

(2) 桩底等效模型

对桩基及其下部土体分别取微元体 dz 和 ds 。坐标 s 和 z 在同一方向,桩体形变位移和桩底沉降位移在整体坐标系 z 内具有累加性质。因此,可以建立桩基沉降叠加模型如图2所示。

图2可见,模型的第一部分为桩体的弹性变形模式,第二部分为桩基下部土体蠕变位移,桩基总位移可通过两者的叠加获得。



N_H —基底对土体的作用力; E —土体变形模量; E_1 、 E_2 —桩底元件的变形模量; η_1 桩底部土体黏性系数。

图2 桩基变形与基底位移叠加模型

图2中黏弹性模型采用了稳定蠕变模式,与前述假设条件无关,实际工程中可以根据工程地质条件选取合理的组合元件模型及其力学参数。

2 层状异性地层桩基位移

2.1 桩体轴向位移

考虑桩基和土体的物理力学性质参数不随时间和工程因素发生变化,桩顶荷载 P 作用下,求解静力平衡微分方程并引入定解条件,可推导出桩体任意深度 Z 处的轴力如式(1)所示。

$$N_m(z) = p - \pi D$$

$$\left\{ \frac{\mu_m}{1-\mu_m} \tan \varphi_m \left[\sum_{i=1}^{m-1} (\gamma_i - \gamma_m) \Delta H_i z + \frac{1}{2} \gamma_m z^2 \right] + C_m z \right\} \quad (1)$$

结合图2所示任意微段 dz 的变形关系,则

$$\frac{dU_m(z)}{dz} = \frac{1}{EA} \left(\pi D \left\{ \frac{\mu_m}{1-\mu_m} \tan \varphi_m \left[\sum_{i=1}^{m-1} (\gamma_i - \gamma_m) \Delta H_i z + \frac{1}{2} \gamma_m z^2 \right] + C_m z \right\} - p \right) \quad (2)$$

$$\text{令: } L = \pi D, \alpha_m = \frac{\mu_m}{1-\mu_m} \tan \varphi_m,$$

$\xi_m = \frac{L}{2} \left[\alpha_m \sum_{i=1}^{m-1} (\gamma_i - \gamma_m) \Delta H_i + C_m \right], \eta_m = \frac{1}{6} L \alpha_m \gamma_m$, 考虑桩基零轴力临界深度为 Z_0 及对应边界条件 $Z=Z_0$ ($Z_0 \leq H$), $U_m(z)=0$, 桩基形变位移可表示为:

$$U_m(z) = \frac{1}{EA} \{ \eta_m (z^3 - z_0^3) + \xi_m (z^2 - z_0^2) - P(z - z_0) \} \quad (3)$$

2.2 桩底沉降位移

(1) 基底深度 S_d 的计算

为便于计算,将桩底部土体处理为各向同性,取各层土体物理力学参数的厚度加权平均值为 $\{\mu_d, \varphi_d, \gamma_d, C_d\}$ 。同时,桩底以上覆土的力学等效,取各分层土体的厚度加权平均容重为 γ_{av} ,建立基底等效深度 S_d 计算方法见式(4)。

$$\frac{dF(s)}{ds} = - \frac{\pi D \mu_d}{1-\mu_d} [(\gamma_{av} H + \gamma_d s) \tan \varphi_d + C_d] \quad (4)$$

求解微分方程(4)并考虑 $s=0, F(0)=N_H, C_1=N_H$ 等边界条件

$$F(s)=N_H-\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}\left[\gamma_{av}H\tan\varphi_d s+\frac{1}{2}\gamma_d\tan\varphi_d s^2+C_d s\right] \quad (5)$$

令 $\alpha_d=\frac{\pi D\mu_d}{2(1-\mu_d)}\gamma_d\tan\varphi_d, \xi_m=\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}(\gamma_{av}H\tan\varphi_d+C_d s)$, 并考虑基底条件 $F(S_d)=0$, 有

$$\alpha_d S_d^2+\xi_d S_d-N_H=0 \quad (6)$$

解方程(6)并考虑 S_d 的正定性, 模型等效深度计算公式见式(7)。

$$S_d=\frac{-\xi_d+\sqrt{\xi_d^2+4\alpha_d N_H}}{2} \quad (7)$$

(2)黏弹性模型选取

对于图 2 所示的黏弹性模型, 对于流变问题具有广泛的普适性。因此, 实际工程中可根据桩基工程区域地层土体的物理力学特性选用符合实际的蠕变模型。为不失一般性, 本文选用 Poyting–Thomson 稳定蠕变模型。蠕变模型的基本方程为

$$\frac{E_1}{\eta}\sigma+\sigma'=(E_1+E_2)\varepsilon'+\frac{E_1E_2}{\eta}\varepsilon \quad (8)$$

对土体蠕变问题, $\sigma_0=\sigma', \sigma'=0$ 解微分方程(8)可得:

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E_2}\left[1-\frac{E_1}{E_1+E_2}\exp\left(-\frac{E_1E_2}{(E_1+E_2)\eta}t\right)\right]=\frac{\sigma}{E_s(t)} \quad (9)$$

$$U(z)=\begin{cases} \frac{1}{EA}\{\eta_m(z^3-H^3)+\xi_m(z^2-H^2)-P(z-H)\}+\frac{1}{E_s(t)A_s}[L(\alpha s_d^3+\beta s_d^2)+N_H s_d] & Z_0\geq H, 0\leq z\leq H \\ \frac{1}{EA}\{\eta_m(z^3-z_0^3)+\xi_m(z^2-z_0^2)-P(z-z_0)\} & Z_0<H, 0\leq z\leq z_0 \\ 0 & Z_0<H, z_0<z\leq H \end{cases} \quad (13)$$

3 桩基整体位移特性

3.1 不同承载模式下桩基整体位移特性

(1)计算参数

取某工程实例的土体物理力学参数见表 1。

表 1 土体物理力学参数

土体	内摩擦角 / (°)	黏结力 / kPa	泊松比	容重 / (kN·m ⁻³)	变形模量 / MPa
I	8	20	0.25	1.8	2.4
II	10	15	0.3	1.78	5.0
III	12	30	0.33	1.81	6.0
IV	15	35	0.35	1.88	6.5
V	16	40	0.4	1.89	10.5

桩基的直径为 900 mm, 长度 65 m, 断面积 0.636 17 m², 弹性模量 30 GPa。

取桩顶荷载 $P=\{3\ 000, 4\ 500, 6\ 000, 7\ 500, 9\ 000,$

式中: E_1, E_2, η 等参数可由桩底土体蠕变试验确定;

$$E_s(t)=E_2/\left\{1-\frac{E_1}{E_1+E_2}\exp\left(-\frac{E_1E_2}{(E_1+E_2)\eta}t\right)\right\}$$

(3)桩底沉降位移基本解

基于图 2 所示虚拟柱状结构变形微元静力平衡条件和位移方程, 考虑土体的强度参数不随时间变化, 代入

$$\tau(s)=\frac{\mu_d}{1-\mu_d}(F_{sH}+\gamma_{ds})\tan\varphi_d+C_d$$
 并整理:

$$\frac{d^2U(s)}{ds^2}=-\frac{L}{E_s(t)A_s}\left[\frac{\mu_d}{1-\mu_d}(F_{sH}+\gamma_{ds})\tan\varphi_d+C_d\right] \quad (10)$$

当 $U(s)=0, F(0)=N_H$;

令 $\alpha=\frac{\mu_d\gamma_d\tan\varphi_d}{6(1-\mu_d)}, \beta=\frac{1}{2}$

$\left[\frac{\mu_d}{1-\mu_d}F_{sH}\tan\varphi_d+C_d\right]$, 式(10)的黏弹性解为:

$$U(s)=\frac{L}{E_s(t)A_s}\{\alpha s^3+\beta s^2\}+\frac{L}{E_s(t)A_s}s+\frac{1}{E_s(t)A_s}[L(\alpha s_d^3+\beta s_d^2)+N_H s_d] \quad (11)$$

2.3 桩基形变位移理论解

定义桩基中竖向作用力为零的平面为中性面, 令式(1)中 $N_m(z)=0$, 解方程并考虑 Z_0 值的正定性, 中性断面的深度值为

$$z_0=\frac{-\xi_m+\sqrt{\xi_m^2+3\eta_m P}}{3\eta_m} \quad (12)$$

桩基竖向位移可以统一表达为:

10 500, 12 000, 13 500, 15 000}, 分别研究桩基在不同荷载等级条件下的承载模式及其对应的沉降位移特性。

(2)桩基承载模式判断

对应各荷载等级条件下, 桩基零轴力深度 Z_0 变化见表 2。

可以看出, 当桩基顶部荷载 $P<9\ 000$ kN 时, 中性点理论深度 $Z_0=62.975$ m <65 m(桩基长度), 桩基处于摩擦承载模式; 反之, Z_0 大于桩长, 桩基处于摩擦+桩端承载模式。

(3)位移特性分析

根据表 2 计算结果, 以 $P=9\ 000$ kN 将计算荷载 P 分成两组不同的荷载区间, 分别确定对应承载模式下的位移计算方法。当 $P\leq 9\ 000$ kN, 选用摩擦承载模式对应的位移算式; $P>9\ 000$ kN 时, 选用摩

表 2 不同荷载等级对应的 Z_0 值

名称	桩基荷载等级								
P/kN	3 000	4 500	6 000	7 500	9 000	10 500	12 000	13 500	15 000
Z_0/m	24.353	34.987	44.885	54.182	62.975	71.339	79.330	86.995	94.370

擦 + 桩端承载模式对应的计算方法。计算结果如图 3 所示。

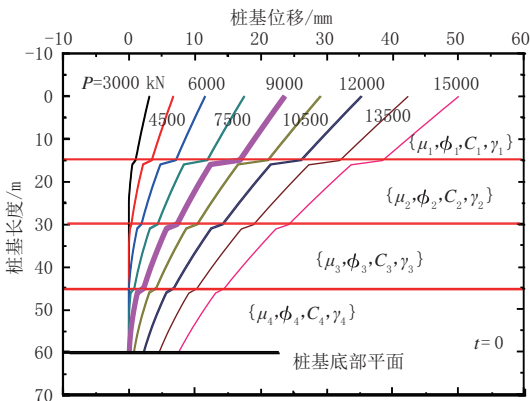


图 3 层状异性流变地层桩基承载瞬态位移空间分布

由图 3 可知:(1)桩基位移沿深度总体呈二次曲线逐渐减小,各地层交界处出现阶梯式突变;(2)以荷载 $P=9\,000\text{ kN}$ 为界(图中玫瑰红色实现), $P\leq 9\,000\text{ kN}$ 时,仅有 Z_0 以浅部分的桩基形变位移;(3)当 $P>9\,000\text{ kN}$,桩基整体位移由桩体变形位移和桩底土体沉降位移的叠加,荷载越大则桩底土体沉降位移对总位移的影响越显著。

3.2 桩基长时位移特性

将图 1 所示的桩基位移模型退化为各向同性地层,即模型中 $E_1=E_2=E_s$, $E_s(t)$ 可简化为

$$E_s(t) = 2E / \left[2 - \exp\left(\frac{E}{2\eta}t\right) \right] \tag{14}$$

根据表 1 中土体和桩基的力学参数,计算获得桩底沉降位移随时间变化如图 4 所示。

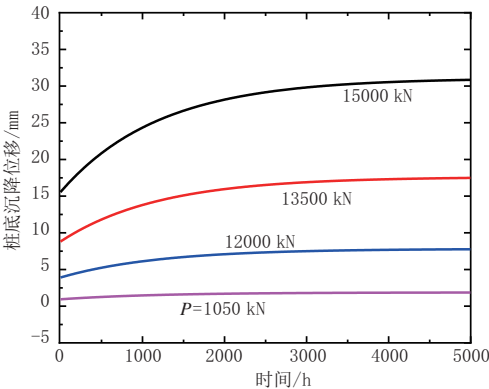


图 4 桩底沉降位移时变特性

当荷载 $P<9\,000\text{ kN}$ 时,桩基为摩擦桩,桩底土体位移为零(图中忽略)。由图可见,桩基底部沉降位

移具有显著的时效特性,位移 - 时间呈负指数增大并逐渐趋于稳定;位移时变曲线随荷载增大快速上移,体现了荷载的高度敏感性。

4 实例分析

4.1 计算参数

以浙江某地软土地层深基坑工程为例。基坑长度 375.5 m ,宽度 $38.1\sim 57.3\text{ m}$,开挖慎独 16.074 m ,采用明挖顺筑法施工。计算参数如表 3 所列。

表 3 土体物理力学性质参数概表

层序	土层名称	平均厚度 /m	φ/kPa	E/MPa	C/kPa	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^3)$
① ₁	黏土	2.00	17.50	3.00	34.00	1.91
② ₁₋₁	细砂	3.75	16.95	8.00	10.50	1.80
2	淤泥	15.70	10.25	2.00	20.35	1.71
③ ₁	淤泥质黏土	9.75	11.40	2.50	80.00	1.75
④④④④④ ₁	黏土	5.50	16.40	6.50	43.00	1.96
2	黏土	10.05	12.45	4.00	64.50	1.84
⑤ ₁	粉质黏土	14.45	17.35	6.00	41.50	1.91

工程桩基为钻孔灌注桩,桩径 900 mm ,桩长 60 m 。桩基设计参数见表 4。

表 4 工程桩成桩参数概表

桩径 / mm	地坪标高 / m	桩长 / m	混凝土强度	变形模量 / GPa	充盈系数	桩端持力层
900	3.14	76.62	水下 C45	30	1.01	砂卵石层

模拟计算荷载 $P=\{0, 2\,784, 4\,176, 5\,558, 6\,960, 8\,352, 9\,744, 11\,136, 12\,528, 13\,920\}\text{ kN}$ 。

4.2 结果比较分析

如上所述,当荷载 $P<9\,000\text{ kN}$ 作为摩擦桩和摩擦 + 端承桩的临界和在条件。

取 $t=0$ 时桩基沉降位移的理论值与现场荷载试验结果比较如图 5 所示。

图中的空心散点为现场桩基静载荷试验结果、实线为试验结果的算术平均值、灰色粗实线为本文理论计算结果。基于本文理论公式的计算值与现场静载荷试验所得结果高度吻合;随荷载级别增大,理论解与试验结果的变化规律基本一致,分布呈单调增加趋势且斜率相近。

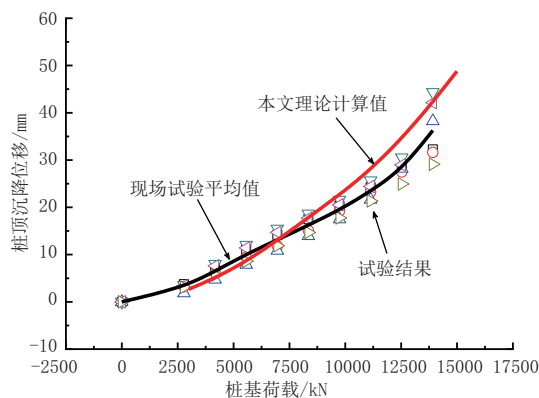


图5 桩基位移理论值与静载试验结果的比较

分别计算得到各荷载条件下桩顶沉降位移随时间变化如图6所示。

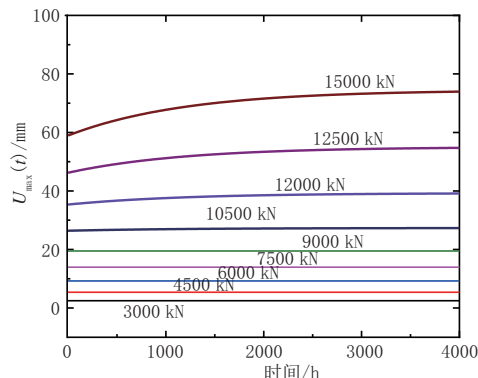


图6 不同荷载等级桩基总体位移随时间变化

由图6可知:(1) $3\,000\text{ kN}\leq P\leq 9\,000\text{ kN}$ 时,桩基摩擦承载,位移与时间无关;(2) $9\,000\text{ kN}<P\leq 15\,000\text{ kN}$ 时,桩基为摩擦+端部承载模式,总体沉降位移与时间呈非线性相关关系;(3)而当 $P\geq 1\,200\text{ kN}$,桩基总体位移随时间呈显著的负指数型非线性相关关系。流变影响下,桩基总体沉降位移随时间显著增加,该案例计算参数及荷载条件下,因蠕变引起的桩基沉降位移增量为15 mm,占瞬态位移的25%。流变地层中桩基设计应予以高度重视。

5 结 语

研究表明:(1)由于桩基荷载的传递特性,桩基承载模式随荷载增大动态变化;(2)对应摩擦承载模式,桩基沉降位移为桩体压缩瞬态弹性变形;(3)桩长足够时,桩基处于摩擦承载状态,可有效避免土体流变作用引发的长时位移风险;(4)土体的层状异性特型导致桩体压缩变形具有明显的台阶突变;(5)桩基处于摩擦+桩端承载模式,其位移受土体流变特性影响,具有显著时效特性。

参考文献:

[1] 许崧,阎长虹,许宝田,等.砂土地层中桩基受力特征试验分析[J],工程地质学报,2013,21(4):577-582.

[2] 邓会元,戴国亮,龚维明等.不同平衡堆载条件下桩基承载特性的原位试验研究[J],岩土力学,2015(11):3063-3070.

[3] 张乾青.软土地基桩受力性状和沉降特性试验与理论研究[D].杭州:浙江大学,2012.

[4] 林心.群桩基础流变效应分析[J],广东水利水电,2013(11):41-43.

[5] 于通,王颖轶,王荣勇,等;基于稳定蠕变模型的软土地层桩基位移理论解[J],应用力学学报,2022,39(4):690-697.

[6] 王颖轶,李涛,吕威帆,等;流变性软土地层桩基沉降位移的粘弹性解析方法[J],地下空间与工程学报,2022,18(4):1019-1126.

[7] Tan, Fengyi; Hu, Hanbing; Lv, Wenzhi; Ren, Jiali; Hu, Lin. Study on bearing performance of mixed pile on saturated silty sand ground. Source: 6th Japan-China Geotechnical Symposium, SJGS 2015, 41-46, 2015.

[8] Giannopoulos, K.P.; Zdravkovic, L.; Potts, D.M.A numerical study on the effects of time on the axial load capacity of piles in soft clays. Source: Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Proceedings of the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 595-600, 2010.

[9] Zhang Lipeng, Shen Yabin, Wang Duanduan. Research on Bored Bearing Characteristics in Xi'an. Source: MATEC Web of Conferences, v 22, July 9, 2015.

(上接第 244 页)

[5] 邓子铭.新长沙站结构振动分析与振动控制研究[D].长沙:中南大学,2010.

[6] 邓世海,郭向荣,王慧慧,等.高速列车对建筑结构的振动影响[J].噪声与振动控制,2010,30(2):72-76.

[7] 高建敏,翟婉明.车辆-轨道耦合动力学在轨道下沉研究中的应用[J].西南交通大学学报,2007,42(4):431-435.

[8] 郭向荣,刘江浩,吴业飞,等.“站桥合一”高架车站动力响应影响参数研究[J].铁道科学与工程学报,2023,20(2):671-681.